棒鋼ダンパーを用いた RC 造方立壁の有効活用に関する実験研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECTIVE USE OF LIGHTLY RC WALL PIERS UTILIZING STEEL ROD DAMPERS

毎田 悠承^{*1}, 森 貴禎^{*2}, 坂田 弘安^{*3}, 和 泉 信之^{*4}, 前川 利雄^{*5}

*Yusuke MAIDA, Takayoshi MORI, Hiroyasu SAKATA,
Nobuyuki IZUMI and Toshio MAEGAWA*

The steel rod damper rationally applied to the lightly RC wall piers was used, and component tests of the lightly RC wall piers and subassemblage tests of the RC frame with lightly RC wall piers were conducted. The parameters for the subassemblage test specimens were different methods of fixing the steel rod damper to the lightly RC wall piers. The test results of both specimens show that steel rod dampers start to dissipate energy at an early stage with story drift ratios much smaller than those at yielding RC frames.

Keywords: *lightly RC wall piers, steel rod damper, damage control, equivalent viscous damping factor*

RC 造方立壁, 棒鋼ダンパー, 損傷制御, 等価粘性減衰定数

1. 序

近年の地震被害調査から鉄筋コンクリート（以下、RC）骨組における非構造壁の損傷被害が報告されている¹⁾。非構造壁の損傷抑制方法として、構造スリットにより柱梁架構から切り離す方法が挙げられるが、ラーメン骨組の靱性能に過度に期待して設計した構造物は、大地震時に塑性変形が生じ、残留変形によって継続使用が難しくなる。一方、これまで非構造壁として扱われてきた袖壁などを、柱梁架構と一体にすることで構造抵抗要素として扱い、建物の強度を増加させる検討も近年行われている²⁾。RC 骨組に剛接された非構造壁は、小変形域で耐力を発揮した後脆性破壊し、継続使用が困難になる。建物全体の耐力向上およびエネルギー吸収能力確保という観点からは、構造スリットを設置することが必ずしも得策とは言えないのが現状である。

以上のような背景から、本研究では、非構造壁である方立壁に着目し、方立壁へのダンパーの設置による損傷制御構造を提案する。方立壁の構造スリット部にダンパーを設置することで、ダンパーを小変形域から降伏させ、方立壁の損傷を抑制できるとともに、建物全体に耐力、剛性、および減衰を付与でき、同じ地震動入力を受けた際には、方立壁に構造スリットを設置した場合よりも、ダンパーを設置した方が応答層間変形角が小さくなり、柱梁架構の損傷も抑えられる可能性がある。田口ら³⁾は RC 造 2 次壁内にアンボンドの

鋼板を X 型に配置し、制振機能を持たせる工法を提案している。塩原⁴⁾は、プレキャスト（以下、PCa）壁と柱梁架構をダウエル鉄筋により接合することで、エネルギー吸収能力付与の有効性を示している。楠原ら⁵⁾は PCa 壁接合部を利用した履歴型ダンパーの開発を、菅原ら⁶⁾は RC 造 2 次壁用の履歴型ダンパーの開発を試みている。角・吉岡ら⁷⁾は、摩擦ダンパーを用いた RC 造方立壁の制振化に関する研究を行っている。これらのように、RC 造の非構造壁を耐震要素、制振要素として活用しようとする研究はいくつか報告されており、より簡易で合理的な方立壁の有効活用法への注目度は高い。

本研究では、RC 造方立壁を構造要素として有効活用するために方立壁にダンパーを設置した RC 骨組、および方立壁、ダンパー、方立壁とダンパーの接合部の力学挙動を解明することを目的とする。その第一段階として、筆者ら⁸⁾は鋼製スリットダンパーを設置した RC 造方立壁を有する RC フレームの実験を行った。この実験ではダンパーからの入力せん断力を考慮して設計した方立壁にダンパーを設置することで柱梁架構と方立壁に悪影響を及ぼすことなく、減衰効果を付与でき、本研究で提案するシステムの有効性を示した。一方、方立壁へのダンパーの接合方法は、方立壁に頭付スタッドを溶接した鋼板を埋め込む方法としたが、ダンパー接合部の損傷、方立壁に生じる軸力の影響などによりダンパーの負担せん断力が安定しなかった。本論文では、それらの問題を解決するために、方立壁に

^{*1} 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部
研究官・博士(工学)

^{*2} 元 東京工業大学大学院修士課程 大学院生・修士(工学)

^{*3} 東京工業大学環境・社会理工学院建築学系 教授・工博

^{*4} 千葉大学大学院工学研究院 教授・博士(工学)

^{*5} 熊谷組技術本部 工修

Researcher, Building Dept., National Institute for Land and Infrastructure
Management, MLIT, Dr.Eng.

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof., Graduate School of Eng., Chiba University, Dr.Eng.

Technical Division, Kumagai Gumi Co., Ltd., M.Eng.

合理的に設置できる棒鋼ダンパーを用い、方立壁の要素実験および方立壁を有する RC フレーム実験を行い、その力学挙動を把握する。

2. 棒鋼ダンパーを設置した RC 造方立壁の要素実験

既報⁸⁾の架構実験では方立壁におけるダンパー接合部の損傷が顕著であった。また、架構実験時にダンパーには軸力が生じ、ダンパー単体実験で確認された負担し得るせん断力に達していなかった⁹⁾。本章では、それらの問題を解決するために、方立壁に合理的に設置するためのダンパーを用い、要素実験によりその力学挙動を確認するとともに、第1折れ点荷重、最大荷重の評価法の検討を行う。

2.1 要素実験の概要

2.1.1 試験体

試験体詳細を Fig.1 に、試験体諸元を Table 1 に、コンクリートの材料特性を Table 2 に、鉄筋・鋼材の材料特性を Table 3 に示す。

試験体は、構造スリットにより上下を分離した RC 造の方立壁およびスタブからなり、実大の約 1/2 スケールを想定している。構造

Fig. 1 Specimen

Table 1 Specimen properties

Specimen	S16P	S20P	S16H	D16P
$D \times h \times t$ [mm]	700×620×90			
Longitudinal rebar	2-D6@38 (SD295A)			
Stirrups	2-D6@20 (SD295A) $p_w=3.5\%$			
Opening reinforcement	4-D10 (SD295A)			

D : Depth, h : Height, t : Thickness

Table 2 Material properties of concrete

	σ_B [N/mm ²]	σ_T [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
S16P	32.2	2.5	23400
S20P	32.4	2.5	25700
S16H	32.3	2.1	23900
D16P	29.4	2.2	23100

σ_B : Concrete compressive strength,
 σ_T : Concrete tensile strength,
 E_c : Concrete elastic modulus

Table 3 Material properties of steel

	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	$\Delta L/L$ [%]
D6 (SD295A)	423*	534	186000	28
D10 (SD295A)	369	516	194000	31
PL16 (SN400B)	292	461	211000	45
D16 (SD345)	392	555	179000	26

σ_y : Yield strength, σ_u : Tensile strength, E_s : Elastic modulus, $\Delta L/L$: Elongation, *0.2% proof stress

Fig. 2 Detail of steel damper and connection

スリット部に設置するための棒鋼ダンパー部材をパラメータとした計4体の実験を行った。

2.1.2 棒鋼ダンパー部材と接合方法の詳細

構造スリット部に設置する棒鋼ダンパー部材、接合方法の詳細を Fig.2 に示す。基準となる S16P 試験体は、鋼板を Fig.2 (a)に示すような孔あき鋼板ジベル一体型角棒鋼に加工し、方立壁に設置する。この鋼部材は、方立壁が水平力を受けると角棒鋼の可撓部上下端が曲げ降伏することによるエネルギー吸収機構に期待したものである。方立壁に生じる軸力の影響により可撓部の曲げ耐力が低下しないようにするため、上側方立壁に挿入している部分はアンボンド処理を施すとともに棒鋼上部にポリスチレンフォームを設置し、軸方向非拘束としている。また、エネルギー吸収部の可撓長さを確保するために、構造スリット側の上下方立壁縁からそれぞれ 20mm ずつの区間の棒鋼周囲にもポリスチレンフォームを設置した。したがって、構造スリット幅と上下ポリスチレンフォームによって、可撓長さは 60mm となる。

本論文において、棒鋼ダンパー付き方立壁で想定している破壊モードは、棒鋼の可撓部端部の曲げ降伏である。また、鋼材ダンパーでは繰り返し加力を受けると降伏後も耐力上昇するため、それを考慮したダンパーの最大荷重に対しても、ダンパー周辺部のコンクリートが大きな損傷を受けることなく、ダンパー部が安定した履歴特性を示すような定着区間の配筋とする。ダンパー周辺の配筋量の決定方法、および下側方立壁に挿入している孔あき鋼板ジベル部の設計について述べる。筆者らは、文献 9) において、Fig.3 に示す鋼製スリットダンパー単体の水平力載荷実験を行い、ダンパーのせん断力算定法の検討を行っている。鋼製スリットダンパーは、せん断力を受けるとスリット間のリブが曲げモーメントを負担し、リブの上下端部が曲げ降伏することでエネルギー吸収する履歴減衰型ダンパーで、本論文で用いた棒鋼ダンパーと同じ機構のものである。文献 9) の実験では、鋼製スリットダンパーは、降伏後の繰り返し載荷により荷重が徐々に上昇した。この理由として Fig.4 に示すように、塑性域の広がりによるものと考察している。また、文献 10), 11) に

Table 4 Q_{u_des} of S20P

Specimen	S20P
n	5
l_f [mm]	60
D_s [mm]	20
σ_y [N/mm ²]	355
Z_p [mm ³]	1600
Q_{u_des} [kN]	284

においても同様に鋼製スリットダンパーの荷重増大が確認されており、塑性域の広がりや塑性硬化によるものと考察されている。これらを考慮して、本論文では、試験体設計時に用いる棒鋼ダンパーの設計用最大荷重 Q_{u_des} は、十分安全側になる値として、棒鋼ダンパーの塑性域が広がる範囲を可撓部上下端からそれぞれ $1.0D_s$ (D_s : 棒鋼のせい、径) 区間と仮定して算出されるせん断力計算値とし、式 (1) により計算した。

$$Q_{u_des} = n \cdot 2M_p / (l_f - 2D_s) = n \cdot 2\sigma_y Z_p / (l_f - 2D_s) \quad (1)$$

ここで、 n : 棒鋼本数[本]、 M_p : 全塑性モーメント[Nmm]、 l_f : 可撓長さ[mm]、 σ_y : 鋼材の降伏強度 (規格値の最大) [N/mm²]、 Z_p : 塑性断面係数[mm³]である。

最も棒鋼の断面が大きいき、後述する S20P 試験体の Q_{u_des} の計算に用いた具体的な数値、計算結果を Table 4 に示す。棒鋼ダンパー周辺の配筋量はこの Q_{u_des} に対してせん断破壊しないように決定する。 Q_{u_des} だけを考慮した場合、本試験体で用いたほどの高密度配筋とする必要はないが、履歴ダンパーにおいては、想定外の破壊モードが生じてはならないため、コンクリートの充填性を考慮した上で可能な限り配筋できる横筋量とした。また、ダンパーは軸方向非拘束 (片側頭付き) で且つ十分な定着長を設けているため、ダンパー周辺部は主にせん断抵抗を考慮する必要があると考え、主として横筋を高密度配筋とした。横筋量だけでなく、縦筋の高密度化や直交拘束筋の配筋などもパラメータとして、適切な配筋量を検討する必要があると考えており、それらは今後の検討課題とする。孔あき鋼板ジベルは Q_{u_des} に対して文献 12) に基づき設計した。なお、孔あき鋼板ジベルを用いた試験体では、全て共通の孔あき鋼板ジベル形状とした。パラメータは S16P 試験体に対して、角棒鋼のせい D_s を大きくした S20P 試験体 (Fig.2 (b))、孔あき鋼板ジベル部を取り除き角棒鋼に頭を溶接した S16H 試験体 (Fig.2 (c))、孔あき鋼板ジベルの表裏に千鳥に異形棒鋼 D16 を溶接した D16P 試験体 (Fig.2 (d)) とした。S16H の頭部寸法は、頭付きスタッド (JIS B 1198) における軸径 16mm の頭部直径 29mm を参考に、頭部径 29mm とした。頭部厚さは溶接性などを考慮して、JIS 規格の 8mm の 2 倍に相当する 16mm とした。棒鋼の方立壁への埋め込み長さは $12D_s$ とし、最も大きくなる S20P 試験体において、棒鋼部が試験区間となるようにスタブ間隔を決定した。以上、計 4 体の試験体からそれぞれの第 1 折れ点荷重や最大荷重の計算値と実験値の対応を確認するとともに、実建物により合理的に設置できる接合ディテールを検討する。

2.1.3 第 1 折れ点荷重の計算

棒鋼ダンパーの第 1 折れ点荷重 Q_{y_cal} は、同じ機構である鋼製スリットダンパーの第 1 折れ点荷重を概ね評価できている文献 9)~11) の考え方を参考に、ダンパーの可撓部両端が全塑性モーメントに達した時のせん断力と仮定し、式 (2) により計算する。

Fig. 5 Test Setup

$$Q_{y_cal} = nQ_{Dy_1} = n \cdot 2M_p / l_f = n \cdot 2\sigma_y Z_p / l_f \quad (2)$$

ここで、 Q_{Dy_1} : 棒鋼一本当たりの可撓部上下端曲げ降伏時せん断力 [N]、 σ_y : 鋼材の降伏強度 (材料試験結果) [N/mm²]である。

2.1.4 載荷・計測

セットアップ・計測詳細を Fig.5 に示す。下側スタブを反力床上に固定し、コの字形加力治具を介して上側スタブをアクチュエータに接続し、試験体中央に水平力を作用させた。実験中は上下スタブ間の相対水平変位 δ_s (δ_{sl} と δ_{sr} の平均) を計測し、スタブ間変形角 R_s ($=\delta_s/620\text{mm}$) に基づく変位制御とした。目標加力サイクルは $R_s=1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25, 1/20\text{rad}$ において正負交番載荷を 2 サイクルずつとした。本加力サイクルは、RC 部材の変形性能を調べる実験での一般的なものとした。実建物の方立壁に設置したダンパーにおいては、低降伏点鋼の使用や、多数回繰り返し加力を受けるなど、この影響は一概には決められないが、本加力サイクルによる影響は特別に大きなものではないと考えている。本実験では、棒鋼と鋼材からなる簡易な部材をダンパーとして方立壁のような薄い RC 部材に設置した場合の接合ディテールの違いによる第 1 折れ点荷重や最大荷重の評価、方立壁の損傷状況などの検討を主目的としたため、このような簡易な加力サイクルとした。

2.2 要素実験の結果と考察

2.2.1 第 1 折れ点荷重、最大荷重の評価

せん断力 Q —スタブ間変形角 R_s 関係を Fig.6 に示す。図中の○は、棒鋼全 5 本の可撓部の両端に貼り付けたひずみゲージのいずれかの計測値が最初に降伏ひずみに到達した点を示している。図には式 (2) により算出した第 1 折れ点荷重計算値 Q_{y_cal} を破線で示している。また、式 (2) 中の σ_y を σ_u (: 鋼材の引張強度) に代えて算出される荷重をダンパー最大荷重 Q_{u_cal} (式 (3)) として一点鎖線で示す。さら

Table 5 Calculation value, test value

Specimen	S16P	S20P	S16H	D16P
n	5			
l_f (assume value) [mm]	60			
σ_y [N/mm ²]	292			392
σ_u [N/mm ²]	461			555
Z_p [mm ³]	1024	1600	1024	683
Q_{y_cal} [kN]	50	78	50	44
Q_{u_cal} [kN]	79	123	79	63
Q_{y_test} [kN]	52	78	51	30
Q_{u_test} [kN]	79	99	70	52

Fig. 6 Shear force- stub drift ratio relationship of wall pier

Fig. 7 Cracks of lightly RC wall pier at $R_s=1/50\text{rad}$

に、それらの計算値、および実験値を Table 5 に示す。

$$Q_{u,cal} = n \cdot 2\sigma_u Z_p / l_f \quad (3)$$

いずれの試験体も $R_s=1/20\text{rad}$ まで安定した履歴特性を示した。棒鋼の可撓部端部が降伏ひずみに到達した点付近から、荷重-変形関係においても剛性が低下する傾向が確認されたため、その点を第 1 折れ点と定義する。 $Q_{y,cal}$ は S16P と S16H では第 1 折れ点を良好に評価できている。ダンパー最大荷重 Q_u は、式 (3) の $Q_{u,cal}$ により D16P を除く試験体で概ね評価できている。式 (3) の $Q_{u,cal}$ が実験時のダンパー最大荷重 Q_u であったとした場合に、それに対応する l_f を算定すると、S16P と S16H では 62~68mm, S20P では 74~75mm, D16P では 73~82mm である。棒鋼の径や形状、構造スリット幅などから一概に評価できないことが分かる。第 1 折れ点以降は繰り返し載荷により、棒鋼ダンパーの塑性域の拡大やひずみ硬化が生じ、せん断力が上昇していると考えられ、 l_f や耐力上昇率の評価が重要となるが、現段階ではこれらの定量的評価は難しく、第 1 折れ点荷重、最大荷重の評価法については今後の検討課題である。D16P は中央の鋼板に異形棒鋼を溶接したため、ダンパー部分が偏心し、かぶり厚も小さいため、想定した塑性化状況になっていないと考えられ、上述の計算法では第 1 折れ点荷重、最大荷重を評価できない。また、棒鋼ダンパーの剛性を、棒鋼の可撓部が両端固定の逆対称曲げを受けるものと仮定し、実験値の評価を試みたが、計算値と実験値に大きな差異があった。この原因として、可撓部端部のコンクリートのひび割れの影響により、境界条件が想定とは異なっていることが考えられ、剛性の評価法については今後の課題である。

2.2.2 ひび割れ性状

$R_s=1/50\text{rad}$ 時のひび割れ状況を Fig. 7 に示す。S16P では $R_s=1/100\text{rad}$ 時、S20P では $R_s=1/800\text{rad}$ 時、S16H では $R_s=1/200\text{rad}$ 時、D16P では $R_s=1/400\text{rad}$ 時に構造スリット付近の棒鋼周辺に 0.1mm 未満のひび割れが生じた。いずれの試験体も $R_s=\pm 1/50\text{rad}$ の大変域までひび割れが顕著に広がることはなく、最大でも 0.1mm に抑えられていた。方立壁のせん断変形も計測していたが、実験終了までほとんどゼロであり、スタブ間相対変位 δ_s (Fig. 5 中 δ_{s1} と δ_{s2} の平均) がほぼそのまま棒鋼ダンパーの可撓部の変形 δ_0 (Fig. 5 中

δ_{0l} と δ_{0r} の平均) として生じていた。以上のことから、要素実験を行った 4 体の試験体では、S16P と S16H が方立壁の損傷が抑えられたまま、実験終了まで安定した履歴特性を示し、第 1 折れ点荷重や最大荷重の計算値と実験値の対応も良好であった。鋼材の加工や壁筋の配筋の煩雑さ等を考慮すると、S16H が実建物に設置する場合、最も合理的な接合ディテールであると言える。

3. 棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームの実験

本章では、前章で用いた棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームの実験を行い、架構が地震時に水平力を受け、上下層の梁が曲げ変形することにより、上下の方立壁間に生じる付加水平変位や軸方向変位などが棒鋼ダンパーや、方立壁に与える影響、およびフレーム全体の力学挙動に関して検討する。

3.1 フレーム実験の概要

3.1.1 試験体

試験体形状を Fig. 8 に、試験体のパラメータとなる棒鋼ダンパーの詳細を Fig. 9 に示す。また、試験体諸元を Table 6 に、コンクリートの材料特性を Table 7 に、鉄筋・ダンパー用鋼材の材料特性を Table 8 に示す。

試験体は RC の柱・梁および棒鋼ダンパー付き方立壁からなる 1 層 1 スパンの平面フレームである。中層 RC 造建物を模擬し、実大の約 1/2 スケールを想定したものである。柱および梁の断面は、梁の曲げ降伏を先行させるため、RC 規準¹³⁾の曲げ降伏モーメント略算式を用いて、柱梁曲げ降伏耐力比を 3.4 として設計した。柱への軸力は導入していない。なお、柱・梁の断面、配筋、使用鉄筋の種類、コンクリートの設計基準強度などは既報⁸⁾で用いた試験体と同一としたため、材料の実強度にやや違いはあるものの、方立壁に構造スリットを設けて、振れ止め筋 3-D6(SD295A)のみを配筋したほぼ RC フレームのみの性状と言える試験体(試験体名「スリット試験体」⁸⁾)と比較検討できる。

試験体における構造スリットは方立壁の中央に設け、そこに前章の要素実験において、棒鋼ダンパー周辺の損傷が小さく、履歴特性も安定し、鋼材の加工や壁筋の配筋がより簡易なディテールであっ

Table 6 Specimen properties

Specimen			UN	BO
Column	$B \times D$ [mm]		300×300	
	Longitudinal rebar		18-D13 (SD345) $p_g=2.54\%$	
	Hoop		4-D6@50 (SD295A) $p_w=0.85\%$	
Beam	$B \times D$ [mm]		175×350	
	Longitudinal rebar	Edge	3-D13 (SD345) $p_{te}=0.73\%$	
		Central	3+2-D13 (SD345) $p_{te}=1.21\%$	
	Stirrups		3-D6@75 (SD295A) $p_w=0.72\%$	
Lightly RC wall pier	$D \times h \times t$ [mm]		700×1150×90	
	Longitudinal rebar		2-D6@150 (SD295A) $p_w=0.47\%$	
	Stirrups		2-D6@188 (SD295A) $p_w=0.38\%$	
	Around the damper connection	Longitudinal rebar	2-D6@38 (SD295A)	
		Stirrups	2-D6@20 (SD295A) $p_w=3.5\%$	
	Opening reinforcement		2-D10 (SD295A)	

B : Breadth, D : Depth, h : Height, t : Thickness

た角棒鋼に頭を溶接した S16H 試験体と同一の棒鋼ダンパーを設置した。棒鋼ダンパー付き方立壁の断面については、ダンパー接合部周辺は前章の要素実験試験体と同一の高密度配筋としている。ダンパーから離れた部分の方立壁の配筋は、前章の要素実験の S16H 試験体で確認されたダンパーの最大荷重 (約 70kN) に対して、曲げ、

Table 7 Material properties of concrete

	σ_B [N/mm ²]	σ_T [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
UN	44.8	2.6	30500
BO	41.4	2.5	29900

σ_B : Concrete compressive strength, σ_T : Concrete tensile strength, E_c : Concrete elastic modulus

Table 8 Material properties of steel

	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]	$\Delta L/L$ [%]
D6 (SD295A)	351*	538	192000	36
D10 (SD295A)	360	492	192000	34
D13 (SD345)	383*	591	191000	29
PL16 (SN400B)	298	458	205000	47

σ_y : Yield strength, σ_u : Tensile strength, E_s : Elastic modulus, $\Delta L/L$: Elongation, *0.2% proof stress

およびせん断で破壊しないよう設計した。なお、方立壁の曲げ耐力 wM_u は構造関係技術基準解説書¹⁴⁾の略算式 (式 (4)), せん断耐力 wQ_{su} は文献 14) の広沢 mean 式 (式 (5)) を用いて計算した。

$$wM_u = a_t \sigma_y l_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} l_w + 0.5 N l_w \quad (4)$$

ここで、 a_t : 引張側柱の主筋断面積 [mm²], σ_y : 引張側柱の主筋の降伏強度 [N/mm²], l_w : 0.9 l (l : 壁の全長) [mm], a_w : 壁の縦筋の断面積 [mm²], σ_{wy} : 壁の縦筋の降伏強度 [N/mm²], N : 壁の軸力 [N] である。

$$wQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QD} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (5)$$

ここで、 p_{te} : 等価引張鉄筋比 [%], σ_B : コンクリートの圧縮強度 [N/mm²], M/Q : $h_0/2$ (h_0 : 壁内法高さ) [mm], D : 壁の全せい [mm], p_{wh} : 水平せん断補強筋比 (小数), σ_{wh} : 水平せん断補強筋の降伏強度 [N/mm²], σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度 [N/mm²], t_e : 壁厚 [mm], j : 応力中心距離 [mm] である。

試験体のパラメータは、方立壁への棒鋼ダンパーの定着方法の違いとした。基準となる UN 試験体は、要素実験試験体で最も容易なディテール、且つ安定した履歴特性を示した S16H 試験体とダンパーを同様としたものである。Fig.9 (a)に示すように、上側方立壁に挿入した部分はアンボンド処理を施し、上部にポリスチレンフォーム

を設置し、ダンパー軸方向が非拘束となる接合とした。UN 試験体に対して、Fig.9 (b)に示すように上側方立壁に挿入したダンパーの上部にも、下部と同一の頭を溶接し、アンボンド処理を施さない定着方法としたものを BO 試験体とした。谷ら¹⁵⁾は、方立壁の伸びを周辺架構が拘束することで、軸力比 0.15 相当の圧縮軸力が方立壁に作用すると報告しているが、UN 試験体のようなダンパーの接合ディテールとすることで、この軸力は作用しないと考えられる。

3.1.2 載荷・計測

セットアップを Fig.10 に示す。上下層柱をピン支持とした。下層柱のピン支承は反力床に設置した。加力治具を介して上層柱のピン支承とアクチュエータを接続し、正負交番繰り返し載荷を行った。本加力方法では、梁の軸方向伸びをピンに取り付く柱により拘束する形式となっている。実際の架構においてはスラブが取り付けられているなど、この拘束の程度は一概には決められないが、本加力方法による拘束は特別に大きなものではないと考えている。本論文では、

Fig. 10 Test Setup

Enlarged figure of the lightly RC wall piers

Fig. 11 Detail of measurement

方立壁へのダンパーの設置による損傷制御効果の検討を主目的としたため、このような簡易な加力方法とした。目標加力サイクルは層間変形角 $R=1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad}$ において正負交番載荷を 2 サイクルずつ、 $R=1/33\text{rad}$ において正負交番載荷を 1 サイクル行った後、 $R=1/25\text{rad}$ まで正側に載荷し、除荷して実験を終了した。上記の加力方法、加力サイクルは既報⁸⁾のフレーム実験と同様である。

変位計測の詳細を Fig.11 に示す。層間変形は、左右の柱それぞれにおいて、下層の柱芯・梁芯の交点と上層の柱芯・梁芯の交点の相対水平変位を表面と裏面において計測し、その 4 箇所 (δ_{uf} , δ_{ub} , δ_{lf} , δ_{lb}) の平均とした。また、上下方立壁間の相対鉛直変位 (δ_{wVR} と δ_{wVL} の平均) と、上下方立壁間の相対水平変位 (δ_{wHR} と δ_{wHL} の平均) を計測した。なお、前章の要素実験試験体においても、フレーム実験と同じ計測位置、方法により、上下方立壁間の相対水平変位 (前章では δ と定義) を計測している。本章のフレーム実験時にはダンパーが負担するせん断力は計測できないため、フレーム実験時のダンパーの負担せん断力は、UN 試験体に限ってはフレーム実験時の δ_{wH} が、要素実験 S16H 試験体の δ と同一の時の荷重になると仮定して考察することとする。

3.2 フレーム実験の結果と考察

3.2.1 層せん断力-層間変形角関係

層せん断力 Q -層間変形角 R 関係を Fig.12 に示す。図中には RC フレームのみの性状とほぼ同等と考えられるスリット試験体⁸⁾の結果の正側包絡線を破線で併せて示している。スリット試験体では、 R が約 $1/200\text{rad}$ 時に梁主筋が降伏し、その時の Q は約 70kN であった。その後、 $R=1/100\text{rad}$ 時に $Q=101\text{kN}$ 、 $R=1/25\text{rad}$ 時に最大層せん断力 $Q_{\max}=125\text{kN}$ となることが確認されている。また、各試験体のダンパーの降伏時せん断力計算値 $Q_{Dy,cal}$ 、梁曲げ降伏時の層間変形角計算値 $R_{Fy,cal}$ 、梁曲げ降伏時の柱梁架構が負担するせん断力計算値 $Q_{Fy,cal}$ 、棒鋼ダンパーに貼り付けたひずみゲージの計測値が降伏ひずみに達した時の層間変形角実験値 $R_{Dy,test}$ 、梁の危険断面位置の主筋に貼り付けたひずみゲージの計測値が降伏ひずみに達した時の層間変形角実験値 $R_{Fy,test}$ を Table 9 に示す。 $R_{Fy,cal}$ と $Q_{Fy,cal}$ の算出において、梁の曲げ降伏モーメントは、RC 規準¹³⁾の降伏モーメント略算式を用いて求め、降伏時変形は菅野式により算出した。また、表には UN 試験体のダンパーの最大荷重想定値 $Q_{Du,assum}$ として、前述したように要素実験の S16H 試験体の最大荷重 70kN (鋼材のロットは異なるが材料特性はほぼ同じたため、妥当と判断。)を示している。さらに、梁主筋降伏時の全体の層せん断力実験値 $Q_{Fy,test}+Q_{D,test}$ も併せて示している。ここで、 $Q_{Fy,test}$: 梁曲げ降伏時の柱梁架構が負担するせん断力実験値、 $Q_{D,test}$: ダンパーの負担せん断力実験値 ($Q_{Fy,test}$ と $Q_{D,test}$ の分離不可) である。

UN 試験体は $R=1/955\text{rad}$ でダンパーが曲げ降伏し、 $R=1/248\text{rad}$ で上梁主筋が降伏した。柱、および壁の鉄筋は実験終了まで降伏しなかった。BO 試験体は、 $R=1/1053\text{rad}$ でダンパーが曲げ降伏し、 $R=1/296\text{rad}$ で下梁主筋が降伏した。その後、方立壁の縦筋、横筋ともに $R=1/40\text{rad}$ 付近で降伏した。いずれの試験体も $R=1/33\text{rad}$ サイクルまでは安定した履歴特性を示したが、BO 試験体では $R=1/25\text{rad}$ サイクル時に急激な耐力上昇が確認された。これは、BO 試験体では、上下の方立壁に定着されている棒鋼ダンパーに軸力が発生し、せん

断荷重のいくらかを軸力によって抵抗する現象、いわゆる「ロープ効果」¹⁶⁾が生じたためと考えられる。UN 試験体は $R=1/25\text{rad}$ 時まで安定した耐力上昇を続け、その時に $Q_{\max}=180\text{kN}$ となった。この層せん断力はスリット試験体の $Q_{\max}=125\text{kN}$ と前章の S16H 試験体の最大せん断荷重 70kN の直和には達していないことが分かる。既報⁸⁾のフレーム実験で方立壁に鋼製スリットダンパーを設置した試験体では大変形域においてダンパー接合部の損傷等によりダンパーが有効に機能せず耐力低下が生じたが、本論文で用いた軸方向非拘束とした棒鋼ダンパーでは実験終了まで安定した履歴特性を示した。

$R=1/100\text{rad}$ 時における Q は、スリット試験体の約 101kN に対し、UN 試験体では約 150kN である。したがって、UN 試験体において棒鋼ダンパーは約 49kN のせん断力を負担していたと仮定する。フレーム実験の $R=1/100\text{rad}$ 時に、UN 試験体のダンパー部水平変形は 15mm 以上生じていた (3.2.4 に後述)。要素実験の S16H 試験体はダンパー部水平変形が 15mm になる時点で既にせん断力は約 70kN に達し、頭打ちになっていたため、本来であればフレーム実験の $R=1/100\text{rad}$ 時にダンパーは 70kN 程度のせん断力を負担していると

Fig.12 Shear force- story drift ratio relationship

Table 9 Calculation value, test value

Specimen	UN	BO
n	5	
l_f (assume value) [mm]	60	
σ_y [N/mm ²]	298	
σ_u [N/mm ²]	458	
Z_p [mm ³]	1024	
Q_{Dy_cal} [kN]	51	
Q_{Du_assum} [kN]	70	-
R_{Fy_cal} [rad]	1/239	
Q_{Fy_cal} [kN]	71	
R_{Dy_test} [rad]	1/955	1/1053
R_{Fy_test} [rad]	1/248	1/296
$Q_{Fy_test}+Q_{D_test}$ [kN] (at R_{Fy_test} [rad])	113	114

Fig.13 Equivalent viscous damping factor in each cycle of 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50rad

想定される。しかしながら、実際には約 49kN 程度である。これは、フレーム実験では上下層の梁が曲げ変形することにより、上下の方立壁間に付加水平変位や鉛直方向の変位が生じ、要素実験時とはダンパーの曲げ降伏位置が変わることで、可撓長さ l_f も変わり、負担するせん断力が小さくなったと考えられる。

3.2.2 等価粘性減衰定数

次いで、等価粘性減衰定数 h_{eq} に着目する。各加力サイクルにおける等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を Fig.13 に示す。ほぼ RC フレームのみの性状との比較として、参考までにスリット試験体⁸⁾の結果も併せて示している。

UN 試験体、BO 試験体ともにスリット試験体と比較して、 $R=1/400\text{rad}$ の 2 サイクル目から大きな h_{eq} を示している。 $R=1/200\text{rad}$ および $R=1/100\text{rad}$ サイクルでは、約 7~9%大きくなっており、RC フレームに減衰性能を付与できることを示した。UN 試験体と BO 試験体を比較すると $R=1/100\text{rad}$ まで、ほぼ同様な h_{eq} であるが、それ以降の大変形域では BO 試験体の方がやや高い h_{eq} を示した。

3.2.3 ひび割れ性状

$R=-1/67\text{rad}$ の 2 サイクル目ピーク時ひび割れ状況を Fig.14 に示す。いずれの試験体も $R=-1/800\text{rad}$ 時に梁端部に曲げひび割れが確認された。BO 試験体では、 $R=-1/100\text{rad}$ で方立壁に曲げひび割れが生じ、その後の加力で曲げせん断ひび割れに進展した。 $R=-1/50\text{rad}$ でひび割れが増加した。一方、UN 試験体は $R=-1/50\text{rad}$ で初めて方立壁に曲げひび割れが生じた。

構造スリット周辺のコンクリート表面の剥離に関しては、UN 試験体では $R=+1/100\text{rad}$ 加力時に、BO 試験体では $R=+1/67\text{rad}$ 加力時に初めて生じた。

$R=+1/200 \sim -1/50\text{rad}$ の各加力サイクルのピーク時と除荷時の上層の梁の最大ひび割れ幅 w_{BE} 、および方立壁の最大ひび割れ幅 w_{WP} の推移を Fig.15 に示す。構造スリット周辺のコンクリート表面の剥離は幅の評価ができなため含んでいない。図には耐震性能評価指針¹⁷⁾に示される損傷度 (Damage level I, II, III) の区分を併せて示している。文献 17) では、実構造物における部材の損傷度を評価する指標としてひび割れ幅の値が示されており、構造部材 (柱・梁など) では損傷度 I (使用限界): 残留ひび割れ幅 0.2mm 程度以下、損傷度 II (修復限界 I): 残留ひび割れ幅は $0.2 \sim 1.0\text{mm}$ 程度以下、損傷度 III (修復限界 II): ひび割れ幅 $1 \sim 2\text{mm}$ とされている。非構造部材 (方立壁など) では損傷度 I (使用限界): 残留ひび割れ幅が雨掛かり部分では 0.1mm 以下、損傷度 II (修復限界 I): 残留ひび割れ幅は 1mm 程度以下、損傷度 III (修復限界 III): 大きなひび割れが残留とされている。本実験の試験体は実大の $1/2$ スケールであるため、文献 17) の指標のひび割れ幅の値をそのまま適用するのは不適切である。試験体の縮尺がひび割れ幅に与える影響に関して、文献 18) では $1/2$ スケールの試験体では、ひび割れ幅も実大の概ね $1/2$ になることが示されている。そのため本論文では、文献 17) に示される指標のひび割れ幅の値を $1/2$ にして評価する。なお、試験体に用いたコンクリートの粗骨材の最大粒径も実構造物に一般的に用いられる $20 \sim 25\text{mm}$ に対して約 $1/2$ の 13mm である。ひび割れ幅はクラックスケール (最小目盛 0.05mm) により計測した。

梁の最大ひび割れ幅は、UN 試験体と BO 試験体で明確な差異は見られない。 $R=-1/200\text{rad}$ 除荷時において、UN 試験体では損傷度 I

Fig. 14 Cracks of RC frame at $R=1/67\text{rad}$

Fig. 15 Maximum crack width of each member

(使用限界)を超えているが、損傷度 II (修復限界 I) 以内には抑えられている。方立壁の最大ひび割れ幅に着目すると、 $R=1/50\text{rad}$ ピーク時において UN 試験体で 0.05mm 、BO 試験体では 0.2mm であった。除荷時の最大残留ひび割れ幅は BO 試験体では $R=1/67\text{rad}$ から損傷度 I を超えたが、UN 試験体では $R=1/50\text{rad}$ まで損傷度 I を超えることはなかった。BO 試験体では、大変形領域において上下方立壁には曲げ、およびせん断変形が生じたためと考えられる。UN

Fig. 16 Relative vertical displacement between upper and lower walls- cumulative story drift ratio relationship

Fig. 17 Strain gauge sticking position of damper

Table 10 Axial strain of steel rod

	UN				BO			
Cycle [rad]	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/1600	1/800	1/400	1/200
ε_A [μ] (Positive)	1	-6	-5	-4	-153	-260	-257	-303
ε_A [μ] (Negative)	-1	-9	-13	-30	126	191	238	302

試験体では梁主筋が降伏して RC フレームが十分にエネルギー吸収している $R=1/100 \sim 1/67\text{rad}$ 時でも方立壁にはひび割れが生じなかった。

以上のことから、ダンパーからの入力せん断力を考慮して設計した方立壁に、軸方向非拘束とした棒鋼ダンパーを設置することで、構造スリット周辺のコンクリート表面に軽微な剥離は生じるものの、 $R=1/50\text{rad}$ を超える大変形領域まで方立壁に顕著な損傷を与えることなく、減衰効果を付与できることが分かった。

3.2.4 方立壁の挙動

【上下方立壁間の相対鉛直変位-累積層間変形角関係】

上下方立壁間相対鉛直変位 δ_{wv} - 累積層間変形角 $\Sigma|R|$ 関係を Fig.16 に示す。 δ_{wv} が正の値は上下方立壁が離れる変位 (構造スリット幅が大きくなる)、負の値は上下方立壁が近づく変位 (構造スリット幅が小さくなる) である。また、棒鋼ダンパーのひずみゲージ貼り付け位置を Fig.17 に示す。棒鋼ダンパーの軸ひずみの挙動を検討するため、曲げの影響がないと考えられる棒鋼の材軸方向中央位置 ($Po_g=90\text{mm}$) における ε_R と ε_L の平均値を軸ひずみ ε_A と定義する。1/1600, 1/800, 1/400, 1/200rad の 2 サイクル目正負ピーク時の ε_A を Table 10 に示す。1/100rad 以降のサイクルではひずみゲージが計測不能となった。全 5 本のうち最も左の棒鋼の結果を示している。

いずれの試験体も各加力サイクル正負ピーク時に曲線が下に凸となり、構造スリット幅が小さくなる傾向を示した。これは、ひび割

れの発生などにより、方立壁の材長が材軸方向に伸びたためと考えられる。UN 試験体では加力の初期段階から構造スリット幅が小さくなる挙動を示し、その後、0.5～-3mm 程度の間で推移した。BO 試験体では層間変形が大きくなるにつれて、構造スリット幅が大きくなる変形と、小さくなる変形が見られるようになり、 $R=1/67\text{rad}$ 以降の変形域で、方立壁の相対鉛直変位の変動が大きくなった。また、 $R=1/33\text{rad}$ 以降の大変形域では、正負ピーク時に構造スリット幅が小さくなる変位が顕著である。軸ひずみに着目すると、UN 試験体ではほとんど生じていないのに対し、BO 試験体では $1/200\text{rad}$ ピーク時で 300μ 程度生じている。このことから、BO 試験体では棒鋼ダンパーが上下の方立壁間で軸力を伝達しており、方立壁にひび割れが生じることで、方立壁の材軸方向に伸びが生じ、大変形域の加力ピーク時には構造スリット幅が小さくなったと考えられる。

【上下方立壁間の相対水平変位—層間変形関係】

上下方立壁間相対水平変位 δ_{VH} —層間変形 δ 関係を Fig.18 に示す。各加力サイクルピーク時における UN 試験体の方立壁の相対水平変位は、層間変形に比べてやや大きくなった。 $R=1/400\text{rad}$ 以降では 15% 前後、壁間相対水平変位の方が大きくなっていった。これは前述のように梁の変形による上下方立壁間の水平方向の付加変位の影響である。BO 試験体は $R=1/100\text{rad}$ までは、UN 試験体と概ね同様の壁間相対水平変位を示したが、その後は UN 試験体よりも小さい壁間相対水平変位が生じており、 $R=1/25\text{rad}$ では層間変形より壁間相対水平変位の方が小さくなった。

3.2.5 棒鋼ダンパーの挙動

次いで、棒鋼ダンパーのひずみから、棒鋼ダンパーの曲率 ϕ を算出し、その挙動を把握した。曲率は式 (6) を用いて算出した。

$$\phi = 2(\varepsilon_L - \varepsilon_R)/D \times 10^6 \quad (6)$$

ここで、 ϕ : 曲率[1/mm], ε_L : 棒鋼表面ひずみ (左側) [μ], ε_R : 棒鋼

Fig. 18 Relative horizontal displacement between upper and lower walls—story drift relationship

Fig. 19 Curvature distribution of damper

表面ひずみ (右側) [μ], D : 棒鋼のせい[mm]である。

また、棒鋼ダンパー表面が降伏する時の曲率 ϕ_y は、棒鋼ダンパー部材断面の平面保持を仮定し、式 (7) により算出した。

$$\phi_y = M_y/E_s I = \sigma_y Z/E_s I \quad (7)$$

ここで、 E_s : 鋼材のヤング係数[N/mm²], I : 棒鋼ダンパー1 本当たりの断面 2 次モーメント[mm⁴], σ_y : 鋼材の降伏強度[N/mm²], Z : 棒鋼ダンパー1 本当たりの断面係数[mm³]である。

正側サイクルピーク時における左端の棒鋼ダンパーの曲率の軸方向分布を Fig.19 に示す。横軸は ϕ を ϕ_y で除した無次元量で示している。 $R=1/1600\text{rad}$ では、両試験体ともに、ひずみを計測したいずれの箇所も降伏しなかった。 $R=1/800\text{rad}$ では、両試験体ともに降伏が確認された。BO 試験体では、棒鋼ダンパーの上下両側で降伏したが、UN 試験体では、上側で降伏に至っていなかった。

両試験体の棒鋼ダンパーも、最も曲率大きい箇所はコンクリートの縁ではなく、コンクリート内に上下それぞれ約 30mm 侵入した位置であった。これは、式 (2) で想定した可撓域 60mm に対して、実際には 120mm と、想定の 2 倍になっている。このことから、方立壁に設置した棒鋼ダンパーの可撓域、曲げ降伏時のせん断スパンを定量的に評価することは難しく、棒鋼ダンパーの第 1 折れ点荷重、最大荷重の評価式に関しては、今後も検討を重ねる必要がある。

4. 結

本論文では RC 造方立壁の有効活用を目的として、方立壁に設置する合理的な棒鋼ダンパーを用い、方立壁要素実験と、方立壁を有する RC フレーム実験を行った。以下に得られた結論をまとめる。

- 1) 要素実験では、用いた棒鋼ダンパーは方立壁に顕著な損傷を与えることなく、大変形域まで安定した履歴特性を示した。
- 2) 軸方向非拘束として設置した棒鋼ダンパー付き方立壁を有する RC フレームでは、ダンパーは $R=1/1000\text{rad}$ 程度の小変形域で降伏し、 $R=1/250\text{rad}$ 程度で降伏する RC フレームに比べて早期にエネルギー吸収を開始させられる。また、大変形域においても安定した履歴特性を示した。
- 3) 棒鋼ダンパーを上下方立壁に定着した試験体では、大変形域においてローブ効果により急激な耐力上昇が確認された。また、棒鋼ダンパーが上下の方立壁間で軸力を伝達し、方立壁にひび割れが生じることで、方立壁の材軸方向に伸びが生じ、大変形域の加力ピーク時には構造スリット幅が小さくなった。
- 4) ダンパーからの入力せん断力を考慮して設計した方立壁に、軸方向非拘束とした棒鋼ダンパーを設置することで、構造スリット周辺のコンクリート表面に軽微な剥離は生じるものの、 $R=1/50\text{rad}$ を超える大変形領域まで方立壁に顕著な損傷を与えることなく、減衰効果を付与できる。
- 5) 棒鋼ダンパーの最も曲率大きい箇所は、コンクリートの縁ではなく、コンクリート内にやや侵入した位置であった。方立壁に設置した棒鋼ダンパーの可撓域、曲げ降伏時のせん断スパンを定量的に評価することは難しく、棒鋼ダンパーの第 1 折れ点荷重、最大荷重の評価に関しては、今後も検討を重ねる。

本論文で用いた棒鋼ダンパー付き方立壁を実構造物に適用する際

は、使用する棒鋼ダンパーに応じたダンパー周辺および方立壁の断面、配筋量、その他の保証設計がされることが、この棒鋼ダンパーの性能を確保するための前提条件である。その方法に関して今後も更なる検討が必要である。

謝辞

本研究の成果の一部は、(一社)日本免震構造協会、2017年度(第9回)「免震構造・制振構造に関わる研究助成」(研究代表者:毎田悠承)を受け、得られたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Joint Editorial Committee for the Report on the Great East Japan Earthquake Disaster: Report on the Great East Japan Earthquake Disaster, Building Series Vol. 1, Reinforced Concrete Buildings, 2015.5 (in Japanese)
東日本大震災合同調査報告書編集委員会: 東日本大震災合同調査報告書建築編1 鉄筋コンクリート造建築物, 2015.5
- 2) Toshikazu Kabeyasawa, Tomohisa Mukai, Hiroshi Fukuyama, Hiroto Kato, Haruhiko Suwada, Masaomi Teshigawara, Koichi Kusunoki: A Full Scale Static Loading Test on Five Story Reinforced Concrete Building Utilizing Columns with Wing Walls, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.720, pp.313-322, 2016.2 (in Japanese)
壁谷澤寿一, 向井智久, 福山洋, 加藤博人, 諏訪田晴彦, 勅使川原正臣, 楠浩一: 袖壁付き柱を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第720号, pp.313-322, 2016.2
- 3) Takashi Taguchi, Akira Tsai: Experimental Study on R/C Non-structural Walls with a Role of Vibration Control, Journal of structural engineering, Vol.47B, pp.105-115, 2001.3 (in Japanese)
田口孝, 田才晃: RC造2次壁に制震機能を持たせる工法の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47B, pp.105-115, 2001.3
- 4) Hitoshi Shiohara: Development of Non-structural Jointed Precast Concrete Panel for Earthquake response control, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-2, pp.121-124, 2006.9 (in Japanese)
塩原等: 制震機能内蔵型のプレキャストコンクリート非構造部材の開発にむけて, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2分冊, pp.121-124, 2006.9
- 5) Fumio Kusuha, Hitoshi Shiohara, Kiyoshi Okamura, Taku Ishioka: Development of a Large-Span Precast Concrete Structural System with Ease of Construction using Prestressed Connections Part 6: Development of a Hysteresis Damper Type of Panel Connector, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-2, pp.661-662, 2008.9 (in Japanese)
楠原文雄, 塩原等, 岡村喜吉, 石岡拓: 構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究: その6: 履歴型制震デバイスの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2分冊, pp.661-662, 2008.9
- 6) Takayuki Sugawara, Mitsuo Miyazaki: Development of a Slit Damper for Secondary RC-Wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-2, pp.859-860, 2007.8 (in Japanese)
菅原貴之, 宮崎光生: RC2次壁用スリットダンパーの開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2分冊, pp.859-860, 2007.8
- 7) Shusaku Sumi, Takuya Yoshimura, Tomokazu Yoshioka: An Experimental Study on Non-Bearing Partial Wall of RC/SRC Condominium Using as Energy Dissipation Device Part1. A Lateral Loading Test of Full Scale RC Partial Wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp.443-444, 2014.9 (in Japanese)
角周作, 吉村拓也, 吉岡智和: RC方立て壁の制振デバイス化に関する実験的研究 その1 RC方立て壁の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.443-444, 2014.9
- 8) Yusuke Maida, Hiroyasu Sakata, Nobuyuki Izumi, Toshio Maegawa:

- Experimental Study on Damage Control Structure applying Damper to Exterior/Partition Wall in Reinforced Concrete Frames, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.38, No.2, pp.355-360, 2016.7 (in Japanese)
毎田悠承, 坂田弘安, 和泉信之, 前川利雄: 鉄筋コンクリート骨組における方立壁へのダンパー適用による損傷制御構造に関する実験研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.355-360, 2016.7
- 9) Toshio Maegawa, Yusuke Maida, Hiroyasu Sakata, Nobuyuki Izumi, Makoto Hamada: Study on Effective Use of RC Partial Wall utilizing Energy Dissipation Device Part 4. Investigation of Structural Behavior of Steel Slit-dampers in RC Partial Wall, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure IV, pp.641-642, 2017.8 (in Japanese)
前川利雄, 毎田悠承, 坂田弘安, 和泉信之, 濱田真: エネルギー吸収デバイスを有した鉄筋コンクリート造方立壁の有効活用に関する研究 その4 RC造方立壁に取り付けた鋼製スリットダンパーの力学挙動の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.641-642, 2017.8
 - 10) Akira Takaki, Teruaki Yamanishi, Hiroshi Tagawa: Structural performance of seesaw vibration control system with steel slit-dampers, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.1197-1198, 2014.9 (in Japanese)
高木明, 田川浩, 山西央朗: 鋼製スリットダンパーを有するシーソー制振システムの構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1197-1198, 2014.9
 - 11) Akira Takaki, Teruaki Yamanishi, Hiroshi Tagawa: Hardening by means of geometrical nonlinearity for seesaw system with steel slit damper, Proceedings of Annual Meeting of Chugoku Chapter, Architectural Institute of Japan, Vol. 39, pp.261-264, 2016.3 (in Japanese)
高木明, 山西央朗, 田川浩: 鋼製スリットダンパー部の幾何学的非線形性に伴う硬化について, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第39巻, pp.261-264, 2016.3
 - 12) Architectural Institute of Japan: Stress Transferring Mechanism and Resistance Mechanism of Steel-Reinforced Concrete Joints, 2011.2 (in Japanese)
日本建築学会: 鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構, 2011.2
 - 13) Architectural Institute of Japan, Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures revised 2010, 2010.6 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010.6
 - 14) Building Guidance Division, Housing Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism et al. (editor): Commentary of Japanese Building Code for Structural Safety, 2007.8 (in Japanese)
国土交通省住宅局建築指導課ほか監修: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
 - 15) Masanori Tani, Tomohisa Mukai, Masaya Ogura, Rafik Taleb, Susumu Kono: Full-scale Experiment on Non-structural R/C Walls Focused on Failure Modes and Damage Mitigation, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, ID 656, pp.1-12, 2014.8
 - 16) Ken Kamachi, Masahiro Inayama, Masafumi Inoue, Naoto Ando: Design Method to Estimate the Load-Slip Characteristics of Bolted Joints with the Steel Side Plates, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.73, No.631, pp.1599-1606, 2008.9 (in Japanese)
蒲池健, 稲山正弘, 井上雅文, 安藤直人: 鋼板添え板式ボルト接合部における荷重-すべり特性の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第631号, pp.1599-1606, 2008.9
 - 17) Architectural Institute of Japan: Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), 2004.1 (in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
 - 18) Masahiro Bunno, Kenji Nagayama, Masaki Maeda, Akira Tsai: An Evaluation of Residual Seismic Capacity of Reinforced Concrete Columns Based on Structural Damage, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.23, No.3, pp.259-264, 2001.7 (in Japanese)
文野正裕, 永山憲二, 前田匡樹, 田才晃: RC柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.259-264, 2001.7

EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECTIVE USE OF LIGHTLY RC WALL PIERS UTILIZING STEEL ROD DAMPERS

Yusuke MAIDA^{*1}, *Takayoshi MORI*^{*2}, *Hiroyasu SAKATA*^{*3},
Nobuyuki IZUMI^{*4} and *Toshio MAEGAWA*^{*5}

^{*1} Researcher, Building Dept., National Institute for Land and Infrastructure Management, MLIT, Dr.Eng.

^{*2} Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

^{*4} Prof., Graduate School of Eng., Chiba University, Dr.Eng.

^{*5} Technical Division, Kumagai Gumi Co., Ltd., M.Eng.

Pilot tests were conducted on a reinforced concrete (RC) frame that had lightly RC wall piers with a steel slit damper for their effective use. In the pilot tests, when the damper was applied to the lightly RC wall piers, a damping effect was observed without adversely affecting the RC frame and the lightly RC wall piers. This showed the effectiveness of the proposed system. However, the damper force was not stabilized because of the damage to the connection between the lightly RC wall piers and the steel slit damper, the axial force acting on the lightly RC wall piers, etc. To solve these problems, a steel rod damper rationally applied to the lightly RC wall piers was used, and component tests of the lightly RC wall piers and subassemblage tests of the RC frame with lightly RC wall piers were conducted. Through these tests, the structural behavior was confirmed.

Component tests were conducted on four specimens using the steel rod damper proposed for application to the lightly RC wall piers as a parameter. As a result, the proposed steel rod damper became a stable restoring force without causing significant damage to the lightly RC wall piers. In addition, a method for evaluating the damper force was examined.

From the results of the component tests, the most rational and simply detailed steel rod damper was selected; the tests were conducted on the RC frame subassemblage with lightly RC wall piers. The parameters for the test specimens were different methods of fixing the steel rod damper to the lightly RC wall piers. There are two fixing methods: one with a joint in which the damper axis direction is unconstrained, and one with adhesion and fixing in the axial direction.

The test results of both specimens show that steel rod dampers start to dissipate energy at an early stage with story drift ratios much smaller than those at yielding RC frames. In the specimen in which the steel rod damper was fixed to the lightly RC wall piers, the stress was increased by the rope effect in the large deformation zone. By installing an axially unconstrained steel rod damper onto lightly RC wall piers designed considering the input shear force from the damper, it is possible to increase the damping effect without causing damage. The part with the largest steel rod damper curvature was not the concrete face but the position where it penetrated the concrete.

(2018年8月7日原稿受理, 2019年3月6日採用決定)